

## 正方形断面鋼製橋脚を持つ連続高架橋模型の 2方向加振実験による終局挙動のFE解析

長大 正員 鈴木 俊洋, 名古屋工業大学 フェロー 後藤 芳顯  
 名古屋工業大学 正員 海老澤健正, 同 フェロー 小畑 誠  
 瀧上工業株式会社 正員 奥村 徹, 同済大学 Jiangzhong Li, Yan Xu

**1. はじめに:** 静的な水平 2 方向繰り返し載荷による正方形断面鋼製橋脚の終局挙動は構成則に三曲面モデル<sup>1)</sup>を導入したシェル要素による複合非線形 FE 解析により精度良く解析できることが明らかにされている<sup>2)</sup>. しかし, 地震動の多方向成分が橋脚に同時に入力するより現実的な場合の動的な終局挙動予測へのこの解析手法の適用性についてはほとんど明らかにしていない. ここでは, 著者らが実施した正方形断面鋼製橋脚単体模型に対する 3 方向同時加振実験ならびに正方形断面鋼製橋脚でゴム支承を介して上部構造を支持した連続高架橋模型の水平 2 方向同時加振実験をもとにシェル要素による動的複合非線形解析の橋脚の終局挙動予測への適用性の検討を行う.

**2. 実験概要:** 図-1 に単柱の加振実験( $s=1/12$ ), 図-2 に連続高架橋の加振実験( $s=1/6.7$ )の概略図を示す. 単柱加振実験, 連続高架橋加振実験ともに, 橋脚以外の構成要素は加振時に損傷しないように諸元を決定している. 正方形断面鋼製橋脚の諸元は 4 種類の無次元パラメータが実橋脚になるべく整合するように設定した. なお, 連続高架橋模型の 3 本の橋脚は同一諸元であるが, 端部橋脚に比べて中央橋脚 P2 の軸力比を大きくすることで, 中央橋脚の損傷が先行するように設計した. 入力地震動としては, 日本海中部地震津軽大橋観測波(Tsugaru 波)の加速度振幅を拡大するとともに, 時間軸を相似則から  $1/\sqrt{s}$  倍とした水平 2 方向ないし 3 方向成分を用いた.

**3. FE モデル:** 解析には非線形汎用コード ABAQUS を用いる.

**3.1 橋脚:** 鋼製橋脚のパネル, リブ, ダイアフラムは 厚肉シェル要素(S4R)で離散化した. 板厚ならびに幾何学的初期不正については実測値を用いた. 残留応力については無視した. 鋼材の材料構成則である三曲面モデルのパラメータは鋼材 1 軸引張試験をもとに決定した. 減衰は橋脚弾性加振実験より求め, 剛性比例型の粘性減衰として導入した. さらに, 橋脚基部の固定度を表す回転バネ剛性は, FE モデルの 1 次固有周期が弾性加振実験と一致するように決定した.

### 3.2 その他の構成要素

**(a) 単柱加振実験:** 上載質量と支持部を剛体とし, 重心位置に等価な集中質量と回転慣性を考慮する.

**(b) 連続高架橋加振実験:** ゴム支承は, 6 分力計と糸巻変位計により計測された加振実験での支承の反力と相対変形に関する 6 自由度の履歴挙動をもとに, 独立な線形バネ, ダッシュポットで表した. 上部構造, 橋脚横梁は弾性シェル

表-1 橋脚パラメータ

橋脚	連続高架橋 加振実験			単柱 加振 実験
	P1	P2	P3	
$P/P_y$	0.105	0.163	0.105	0.083
$\bar{\lambda}$	0.406	0.406	0.409	0.428
$R_R$	0.540	0.539	0.556	0.422
$\gamma/\gamma^*$	1.108	1.108	1.108	0.829

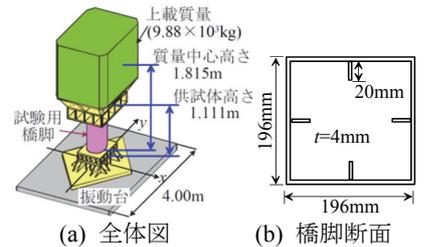


図-1 単柱加振実験

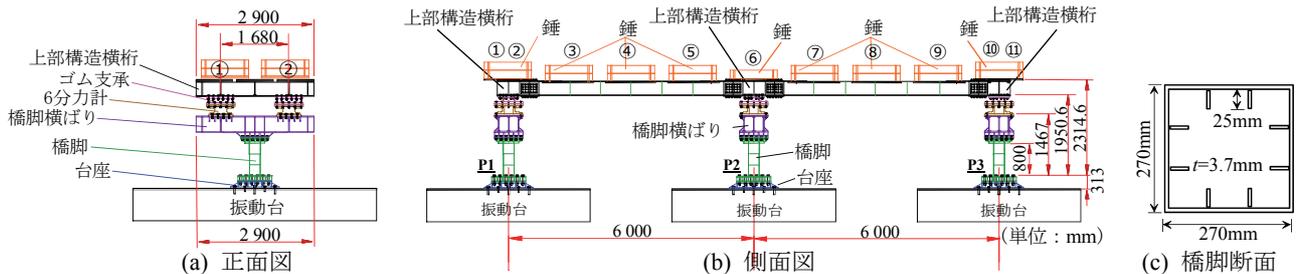


図-2 連続高架橋加振実験

キーワード 連続高架橋, 加振実験, FEM 解析, 鋼製橋脚

連絡先 〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町 名古屋工業大学 TEL052-735-5021 FAX052-735-5563

要素で表現した. 上部構造に設置した各錘はその重心位置に等価な集中質量と回転慣性を考慮した. 分力計は剛なはり要素で表現し, 重心位置に集中質量を設置した. 上部構造の減衰は 0 とする.

**4. 実験と解析の比較:** 単柱加振実験(Tsugaru 390%LG+TR+UD)の橋脚ならびに連続高架橋加振実験(Tsugaru 270%LG+TR)での中央橋脚 P2 の頂部水平変位成分, 等価水平復元力合力<sup>3)</sup>と鉛直軸力を実大橋脚に換算し, その時刻歴応答を図-3 に, 局部座屈形状を図-4 に示す.

単柱加振実験では図-3(a)からわかるように, 等価水平復元力が限界値に到達した後も局部座屈変形が大きくなる前の45秒付近までは精度良く解析されている. 変位の y 方向成分も 50 秒付近まで解析は実験とよく一致している. 一方, 解析による変位の x 方向成分は復元力が限界値に到達後の 25 秒付近で実験とは異なり 1 方向に急増し倒壊挙動を示す. 橋脚基部の局部座屈変形の形状については, 実験では 1 回の加振では倒壊に至らなかったため同一の入力波を用いて 2 回目の加振を行い倒壊に至ったが, 図-4(a)のようにほぼ一致する. 以上のように, 単柱加振実験では正方形断面橋脚が終局状態に到達し局部座屈変形が大きく進展するまでは, 解析は実験の挙動を精度よく追跡できる. しかし, 局部座屈が進展し軟化挙動が顕著になると図-3(a)に示すように大きな誤差が生じる.

連続高架橋加振実験は図-3(b)のように, 単柱加振実験と比べ全般的に解析の精度は悪くなっている. 等価水平復元力, 水平変位いずれも橋脚が復元力の限界値に到達した後 25 秒付近以降で解析と実験との間に大きな差異が生じる. 解析では橋脚が終局状態に到達後に大きく軟化挙動が生じ, 橋脚が倒壊している. また, 各橋脚に作用する鉛直軸力の変動を図-3(b)に示すが, 実験, 解析ともに加振に伴い初期軸力の大きい中央橋脚での座屈変形が両側の橋脚に先行することで, 中央橋脚から両側の端部橋脚への軸力の再配分が生じている. なお, 解析では橋脚が早期に倒壊するため, 実験に比べ軸力の再配分が急速に進行する. 橋脚の局部座屈については, 図-4(b)のようにその発生位置は実験と解析はほぼ一致するが, 形状については大きく異なる. すなわち, 実験では各面ではほぼ一様に外となる特徴的な座屈形状を示す. 以上のように, 連続高架橋加振実験の解析精度が単柱加振実験に比べ, かなり劣る結果となった. この原因として, 連続高架橋は不静定構造であるので, 解析誤差が単柱加振実験の場合より敏感に影響するためと考えられるが, さらに検討の余地がある.

**5. まとめ:** 正方形断面鋼製橋脚を対象とした単柱と連続高架橋の多方向加振実験を実施し, その終局挙動解析への FE モデルの適用性の検討した. その結果, 復元力が限界値に到達するまでは FE モデルは橋脚の挙動を比較的精度よく解析できるが, 軟化挙動が大きくなると精度が著しく低下することが判明した. この傾向は不静定構造である高架橋モデルでより顕著である. また, 荷重応答の方が変位応答よりも精度良く解析される.

**謝辞:** 本研究は JSPS 科研費 23246084 の助成を受けたものです.

**参考文献:** 1) 後藤芳顕ら, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998. 2) 後藤芳顕ら, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.1, pp.61-80, 2009. 3) 後藤芳顕ら, 構造工学論文集, vol.57A, pp.490-499.

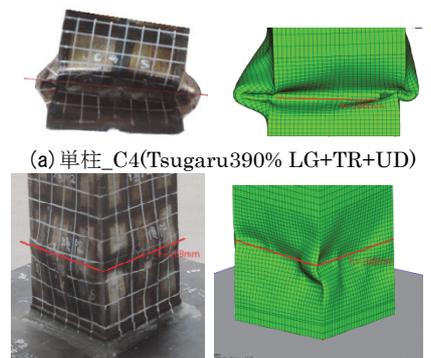
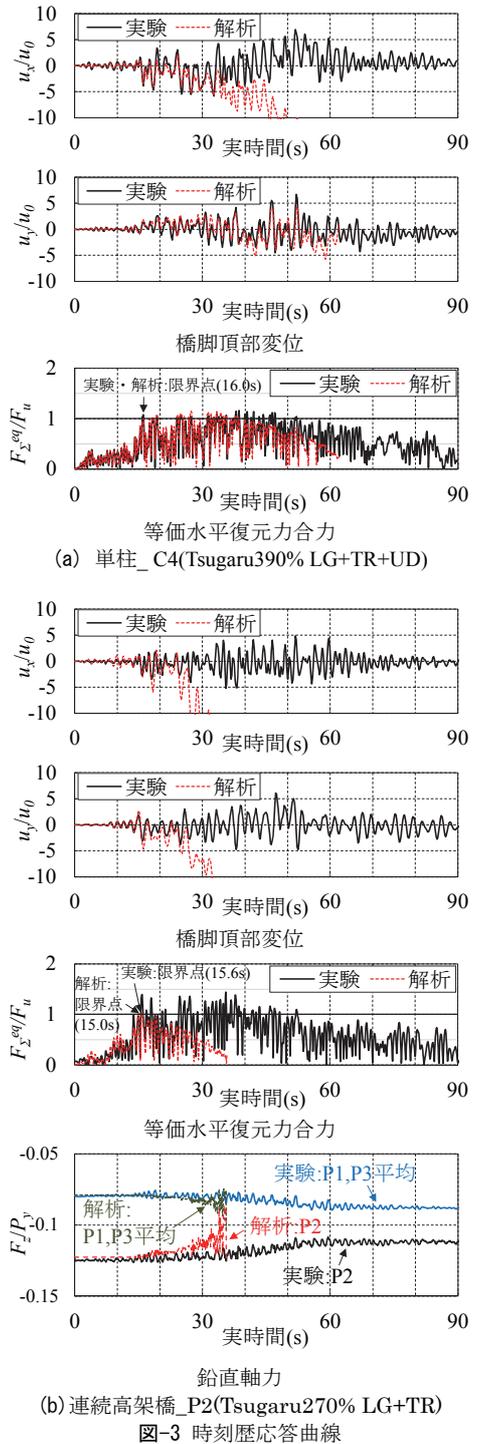


図-4 局部座屈形状